

钢结构快速设计 与算例

上官子昌 主编



机械工业出版社
CHINA MACHINE PRESS



钢结构快速设计与算例

上官子昌 主编



机械工业出版社

本书编写人员

主 编 上官子昌

编 委 黄慧锦 杨 杰 孟 莹 王悦舒
姜丽莹 张利艳 姚 晶 高记华
陶素娟 王辰星 罗 铖 齐丽丽
赵 慧 马文颖 高菲菲 王 帅
单 超 白雅君

法律顾问 白雅君

前 言

钢结构具有强度高，质量轻，构件尺寸小，抗震性能良好，施工速度快，工业化程度高等优点。钢结构设计技术作为钢结构建设的重要环节，其发展日新月异。随着我国钢材产量和质量提高，钢结构在建筑工程领域，尤其是在高层及超高层建筑、大跨度空间结构、轻钢建筑等方面得到了广泛的应用与发展。因此，钢结构的设计技术显得尤为重要。

本书根据我国现行标准《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）进行编写，以算例形式阐述了各种钢结构构件和结构的实用计算方法。结合“知识树”和“提纲式”的两大编写方式，运用最简单、最直接的手法进行编写，非常便于读者自学，并有利于读者抓住重点，理清知识脉络。

“知识树”（即：章为干、节为枝、知识点为叶子）是借助了“树”的主干、枝干、树叶的层次性，强调的是把孤立的知识联系起来，表现出知识点的相互联系和相互作用，形成完整的知识系统。

“提纲式”的编写方式强调的是各节内容的相对独立，每节均可独立学习使用，不管从哪一节开始阅读都能很好地理解。

两种编写方式相结合，既有“点”，又有“面”。“点”，可以突出重点，体现深度；“面”，可以顾及全局，体现广度。点面结合，可以既有深度又有广度地反映知识体系，使读者全面、快速地学习。

由于编者水平有限，书中错误及不当之处在所难免，敬请广大读者和同行给予批评指正。

编 者

目 录

前言

本书结构树	1
-------------	---

第 1 章 钢结构设计与计算基本规定	3
--------------------------	---

【知识树】	3
-------------	---

1.1 极限状态下钢结构设计	4
----------------------	---

1.2 钢结构抗震验算	8
-------------------	---

1.3 钢结构的材料选用	12
--------------------	----

1.4 钢结构的设计指标	25
--------------------	----

第 2 章 钢结构构件连接算例	29
-----------------------	----

【知识树】	29
-------------	----

2.1 钢结构连接材料	31
-------------------	----

2.2 焊缝连接	40
----------------	----

2.3 对接焊缝的构造和算例	48
----------------------	----

2.4 角焊缝的构造和算例	52
---------------------	----

2.5 普通螺栓的构造和算例	66
----------------------	----

2.6 高强度螺栓的构造和算例	80
-----------------------	----

第 3 章 基本构件计算	89
--------------------	----

【知识树】	89
-------------	----

3.1 填板连接算例	92
------------------	----

3.2 轴心受拉（压）构件算例	93
-----------------------	----

3.3 轴心受压构件稳定算例	96
----------------------	----

3.4 实腹式轴心受压构件算例	102
-----------------------	-----

3.5 格构式轴心受压构件算例	107
-----------------------	-----

3.6 柱头和柱脚的构造设计	116
----------------------	-----

3.7 受弯构件强度算例	124
--------------------	-----

3.8 受弯构件整体稳定算例	129
----------------------	-----

3.9 受弯构件局部稳定算例	135
----------------------	-----

3.10 拉弯、压弯构件强度算例	143
------------------------	-----

3.11 框架柱的计算长度	146
---------------------	-----

3.12 实腹式压弯构件的稳定	149
-----------------------	-----

3.13 格构式压弯构件算例	157
----------------------	-----

3.14 框架中梁与柱的设计	160
----------------------	-----

第 4 章 轻型钢结构设计算例	165
-----------------------	-----

【知识树】	165
-------------	-----

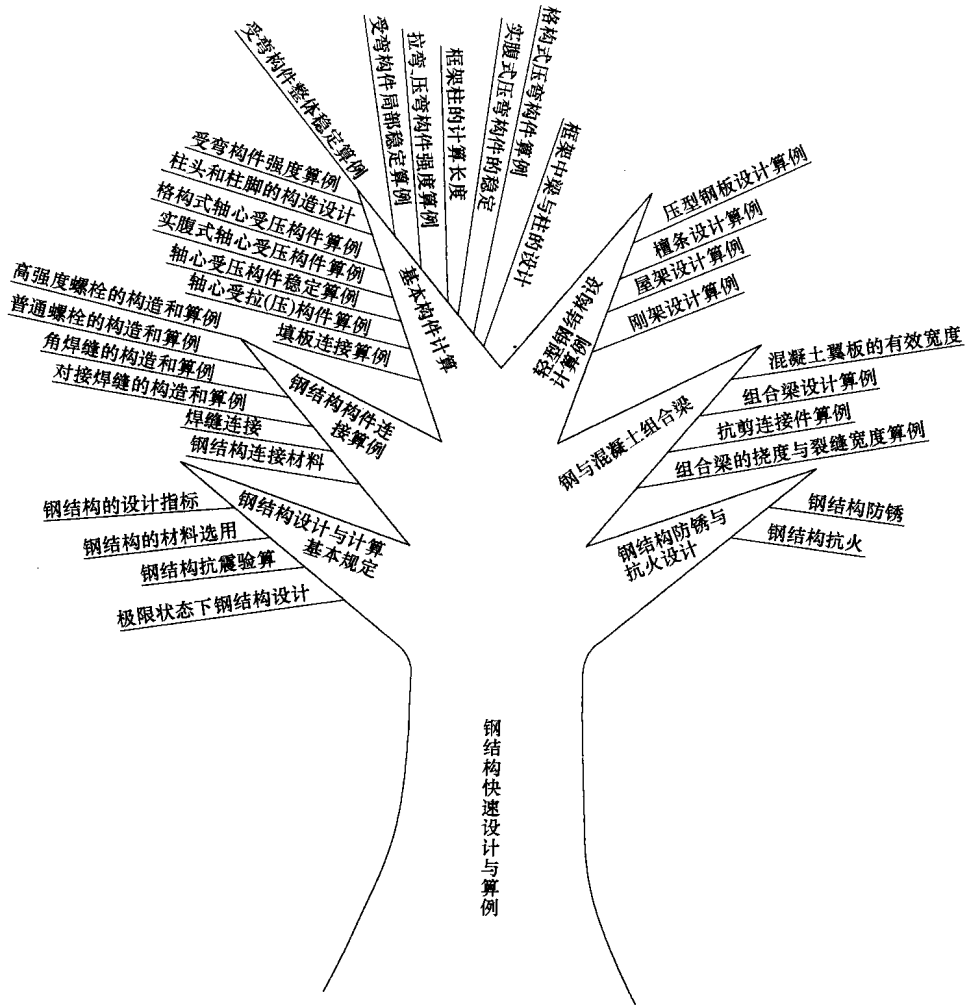
4.1 压型钢板设计算例	166
--------------------	-----

4.2 檩条设计算例	170
------------------	-----

4.3 屋架设计算例	180
------------------	-----

4.4 刚架设计算例	194
第5章 钢与混凝土组合梁	207
【知识树】	207
5.1 混凝土翼板的有效宽度	208
5.2 组合梁设计算例	211
5.3 抗剪连接件算例	214
5.4 组合梁的挠度与裂缝宽度算例	219
第6章 钢结构防锈与抗火设计	225
【知识树】	225
6.1 钢结构防锈	226
6.2 钢结构抗火	232
附录	237
附录 A 柱的计算长度系数	237
附录 B 轴心受压构件的稳定系数	238
附录 C 螺栓规格、型钢上螺栓（或铆钉）线距表	241
附录 D 工字形截面简支梁等效弯矩系数和轧制工字钢梁的稳定系数	243
附录 E 型钢截面尺寸、截面面积、理论质量及截面特性	245
参考文献	259

本书结构树



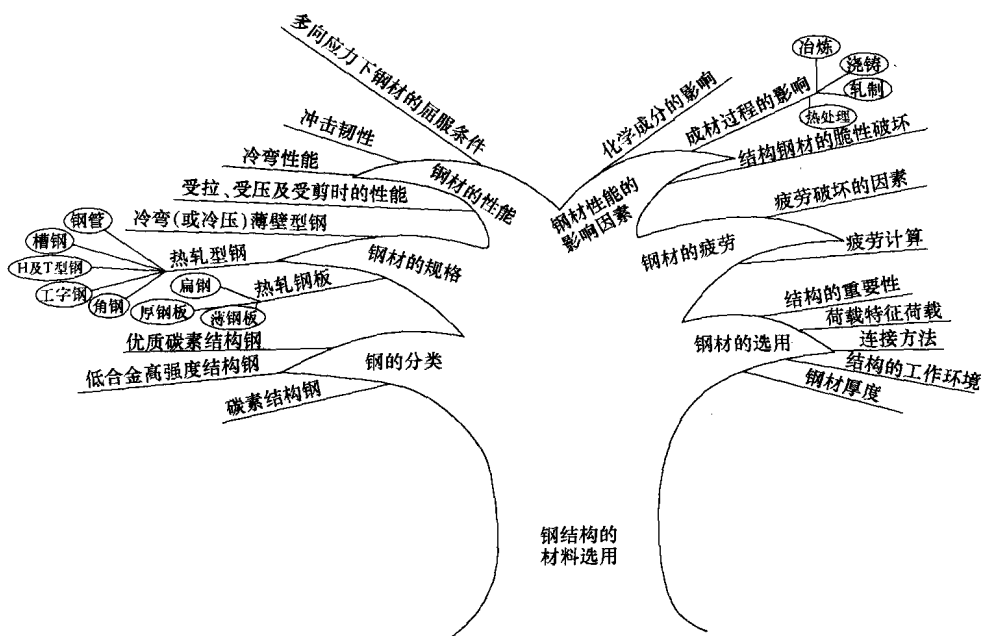
第1章 钢结构设计与计算基本规定

【知识树】

◆ 本章结构树



◆ 知识树



1.1 极限状态下钢结构设计

【要 点】

极限状态下钢结构设计的前提是必须明确结构或构件的极限状态。当结构或其组成部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求时,这种特定状态就称为该功能的极限状态。本节主要介绍结构功能极限状态(承载能力极限状态与正常使用极限状态)、结构可靠度与分项系数设计。

【解 释】

◆ 结构功能极限状态

为了保证结构的安全性与正常使用,在不同情况下设计规范规定结构或构件(如施工阶段、使用阶段等)要能有效完成特定的功能,并规定一个特定临界状态指标,当结构或构件超过这个特定临界状态指标时,即为结构功能失效。这样所确定的结构功能临界状态即为结构或构件的功能极限状态。设计规范规定了结构或构件的多种特定功能,所以结构功能极限状态可分为承载能力和正常使用极限状态。

1. 承载能力极限状态

当结构或构件达到最大承载力、出现疲劳破坏以及达到不适于继续承载的变形状态时,该结构或构件即达到承载能力极限状态。按承载能力极限状态设计钢结构时,应考虑荷载或荷载效应的基本组合,必要时还应考虑荷载或荷载效应的偶然组合。当结构或构件出现以下状态时,即可认为超过了承载能力极限状态。

(1) 结构构件或连接因其应力超过材料强度而受到破坏(包括疲劳破坏),或因过度的塑性变形而不适于继续承担荷载。

(2) 整个结构或结构的一部分作为刚体丧失平衡(如滑移或倾覆等)。

(3) 结构转变为机动体系而丧失承载能力。

(4) 结构或构件由于达到临界荷载而丧失稳定性。

承载能力极限状态破坏包括:倾覆、疲劳破坏、强度破坏、丧失稳定、结构变为机动体系或出现过度的塑性变形。

2. 正常使用极限状态

当结构或构件达到正常使用的某项规定限值状态时,即认为其达到正常使用极限状态。按正常使用极限状态设计钢结构时,应考虑荷载或荷载效应的标准组合,对钢与混凝土组合梁还应考虑准永久组合。当结构或构件出现以下状态时,即可认为超过了正常使用极限状态:

(1) 影响正常使用的局部破坏。

(2) 影响正常使用或外观的变形。

(3) 影响正常使用的振动。

(4) 影响正常使用的其他特定状态。

正常使用极限状态破坏包括几种:出现影响正常使用或影响外观的变形,出现影响正常使用或耐久性能的局部损坏或出现影响正常使用的振动。

◆ 结构可靠度

1. 结构可靠度设计

按照概率极限状态设计法, 结构的可靠度是指结构在规定的时间内、规定的条件下, 完成预定功能的概率。预定功能是指结构的安全性、耐久性、适用性, 或统称为可靠性。完成预定功能, 就是对规定的某种功能来说结构不失效。

结构的可靠度通常受荷载、几何参数、材料性能等因素的影响。可靠的结构设计是指失效概率小到可以承受的程度。

2. 结构可靠度与失效概率

结构可靠度的数学表达式为

$$P_S = P(Z \geq 0) \quad (1-1)$$

结构失效概率的数学表达式为

$$P_f = P(Z < 0) \quad (1-2)$$

事件 $(Z < 0)$ 与事件 $(Z \geq 0)$ 是功能函数取值完整空间, 且两者相互独立。所以有:

$$P_S + P_f = P(Z \geq 0) + P(Z < 0) = 1 \quad (1-3)$$

由式 (1-3) 得

$$P_S = 1 - P_f \quad (1-4)$$

由式 (1-4) 可得, 结构可靠度的计算可通过间接计算结构失效概率来获得。

如已知功能函数 Z 的概率密度 $f_z(Z)$ 曲线, 如图 1-1 所示, 则结构失效概率 P_f (图 1-1 的阴影部分) 可由下面积分求得

$$P_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f_z(Z) dZ \quad (1-5)$$

但实际上, Z 的分布一般很难求出, 由式 (1-5) 计算失效概率的方法也仅仅是停留在理论上。

一次二阶矩法不是直接由图 1-1 中 Z 的分布计算结构的失效概率 P_f , 而是将功能函数 Z 的均值 μ_z 用 Z 的标准差 σ_z 来度量, 如图 1-1 所示, 即

$$\mu_z = \beta \sigma_z \quad (1-6)$$

由式 (1-6) 得

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (1-7)$$

式中 β ——结构的可靠度指标或安全指标。

显然, 只要确定了分布, β 与 P_f 就存在一一对应关系。如 Z 为正态分布, 则 β 与 P_f 的关系式为

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (1-8)$$

式中 ϕ ——标准正态分布函数。

如 Z 为非正态分布, 可用当量正态化方法将其转化为正态分布。

由式 (1-8) 可以看出: β 增大, 则 P_f 减小, 反之也是如此。 Z 为正态分布时, β 与 P_f

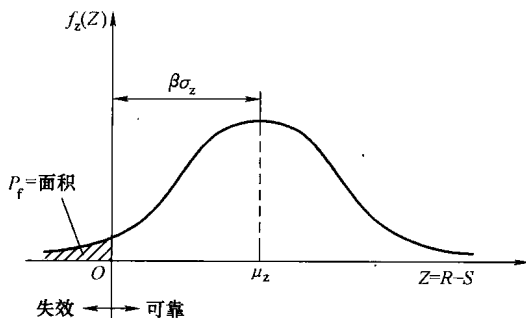


图 1-1 Z 的概率密度 $f_z(Z)$ 曲线

的对应关系见表 1-1。

表 1-1 Z 为正态分布时 β 与 P_f 的对应值

可靠度指标 β	2.7	3.2	3.5	4.0	4.5
失效概率 P_f	3.47×10^{-3}	6.87×10^{-4}	2.33×10^{-4}	3.17×10^{-5}	3.4×10^{-6}

对于任何分布 Z 的 μ_R 和 σ_z^2 均可按式 (1-9) 求得

$$\mu_z = \mu_R - \mu_S \quad (1-9)$$

对于 R 与 S 统计独立情况

$$\sigma_z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (1-10)$$

式中 μ_R, μ_S ——抗力 R 和荷载效应 S 的均值;

σ_R^2, σ_S^2 ——抗力 R 和荷载效应 S 的方差。

如 Z 为设计参数的非线性函数, 则应展开为泰勒级数并取其线性项, 然后再计算其均值和方差。

$$\mu_z \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \quad (1-11)$$

$$\sigma_z^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \bigg|_{\mu} \right)^2 \mu_{x_i}^2 \quad (1-12)$$

式中 μ_{x_i} ——随机变量 x_i 的均值。

◆ 分项系数设计

1. 承载能力极限状态表达式

$$\gamma_0(\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q_i} S_{Q_{i,k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{c_i} \gamma_{Q_i} S_{Q_{i,k}}) \leq R \quad (1-13)$$

$$R = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

式中 R ——结构抗力的设计值;

R_k ——抗力的标准值, 取其概率分布的 0.05 下分位点;

γ_R ——抗力分项系数;

$S_{Gk}, S_{Q_{i,k}}$ ——恒荷载和可变荷载效应的标准值, 取自其概率分布 0.05 上分位点, $i=1$ 时是最大的可变荷载效应;

γ_G, γ_{Q_i} ——恒荷载分项系数、可变荷载分项系数为结构重要性系数, 分为三级: 一级 $\gamma_0 = 1.1$; 二级 $\gamma_0 = 1$; 三级 $\gamma_0 = 0.9$;

ψ_{c_i} ——第 i 个可变荷载的组合系数, 其值 ≤ 1 。

对于一般排架和框架结构, 可采用简化规则, 当只有一个可变荷载时, 式 (1-13) 变为

$$\gamma_0(\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q_i} S_{Q_{i,k}}) \leq R \quad (1-14)$$

当有多个可变荷载时

$$\gamma_0(\gamma_G S_{Gk} + 0.9 \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} S_{Q_{i,k}}) \leq R \quad (1-15)$$

2. 分项系数的取值

《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)规定的目标可靠指标 β 值,是通过对原有《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)作反演算,找出隐含在现有工程结构中的可靠指标 β 值。它继承了原有的可靠度水准。

一般钢结构(其安全等级为二级)采用 $\beta = 3.2$,相应的失效概率为 $P_f = 6.87 \times 10^{-4}$ 。目标可靠指标 β 值和相应失效概率见表1-2。

表1-2 目标可靠指标 β 值和相应失效概率

破坏类型	安全等级		
	一 级	二 级	三 级
延性破坏	$3.7/1.08 \times 10^{-4}$	$3.2/6.87 \times 10^{-4}$	$2.7/3.47 \times 10^{-3}$
脆性破坏	$4.2/1.34 \times 10^{-5}$	$3.7/1.08 \times 10^{-4}$	$3.2/6.87 \times 10^{-4}$

分项系数 γ 的取值和可靠指标 β 值有关,为计算简便,恒荷载和可变荷载的分项系数都取定值。通常恒荷载的分项系数 $\gamma_G = 1.2$,可变荷载的分项系数 $\gamma_Q = 1.4$;当 S_{Gk} 和 S_{Qk} 异号时, $\gamma_G = 1.0$, $\gamma_Q = 1.4$ 。确定构件的 γ_R 值的原则是与目标可靠指标 β 值的偏离最小。对Q235钢构件, $\gamma_R = 1.087$;对Q345, Q390, Q420钢构件, $\gamma_R = 1.111$ 。

3. 正常使用极限状态表达式

当验算变形是否超过规定限值时,不考虑荷载的分项系数,用荷载的标准值计算。荷载效应的组合有短期组合(标准组合)和长期组合(准永久组合)两种。钢结构或构件只按短期组合,其表达式为:

$$\omega = \omega_{Gk} + \omega_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{Q_i} \omega_{Q_{ik}} \leq [\omega] \quad (1-16)$$

式中 ω ——结构或构件的变形值;

ω_{Gk} ——恒荷载标准值在结构或构件中产生的变形值;

$\omega_{Q_{1k}}$ ——最大可变荷载标准值在结构或构件中产生的变形值;

$\omega_{Q_{ik}}$ ——第 i 个可变荷载标准值在结构或构件中产生的变形值;

ψ_{Q_i} ——第 i 个可变荷载组合值系数,当有风荷载参与组合时取0.6,无风荷载时取1.0,一般框、排架,当有两个或两个以上荷载参与组合且有风荷载时取0.85,其他情况取1.0;

$[\omega]$ ——规范规定的结构或构件的容许变形值。

当只有一个可变荷载时,有:

$$\omega = \omega_{Gk} + \omega_{Q_{1k}} \leq [\omega] \quad (1-17)$$

【相关知识】

◆ 结构功能函数

设决定结构可靠性(或安全性)的参数有 n 个,分别为 $x_1, x_2, \dots, x_n$ 。构件为满足某一功能规定要求(如应力不超过材料强度,或变形不超过规定限值等),按照设计准则可建立起包含这 n 个参数的函数关系式(1-18),即为结构功能函数。

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (1-18)$$

为说明概念,设功能函数中只包含结构(或构件)抗力 R 和荷载效应 S 这两个基本随

机变量, 所以式 (1-18) 就化为最简单的形式 (1-19)。

$$Z = g(R, S) = R - S \quad (1-19)$$

式 (1-19) 中, 由于 R 和 S 是随机变量, 因此函数也是随机变量。在实际工程中, R 和 S 的实际取值存在着不确定性, 具有一定的概率分布。所以, 随机变量 Z 的取值可能大于 0、等于 0 或小于 0, 这几种情况分别代表结构功能所处的不同状态。

- (1) $Z > 0$ 结构功能处于可靠状态。
- (2) $Z = 0$ 结构功能处于临界状态。
- (3) $Z < 0$ 结构功能处于失效状态。

1.2 钢结构抗震验算

【要 点】

本节主要从钢结构的构件与节点两方面阐述钢结构抗震承载力验算。

【解 释】

◆ 构件的抗震承载力验算

我国抗震规范对高层钢结构中心支撑框架及偏心支撑框架的抗震计算作了规定。对于中心支撑的斜杆可按端部铰接杆件进行分析, 如图 1-2 所示。

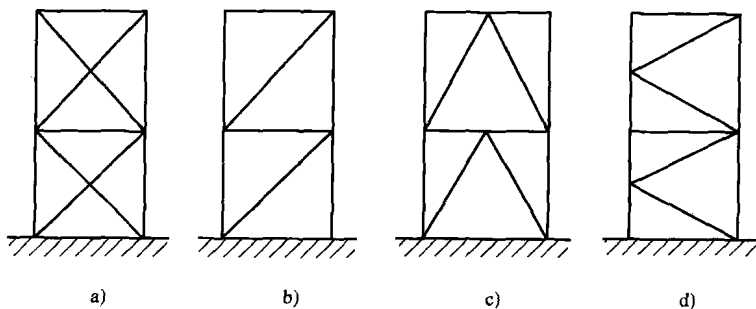


图 1-2 中心支撑类型

a) 交叉支撑 b) 单斜杆结构 c) 人字支撑 d) K 形支撑

当斜杆轴线偏离梁柱轴线交点的距离不超过支撑杆件的宽度时, 仍可按支撑框架分析, 同时应考虑产生的附加弯矩。支撑斜杆的受压承载力应按式 (1-20) 进行验算。

$$\frac{N}{\varphi A_{br}} \leq \frac{\psi f}{\gamma_{RE}} \quad (1-20)$$

$$\psi = \frac{1}{(1 + 0.35\lambda_n)} \quad (1-21)$$

$$\lambda_n = \left(\frac{\lambda}{\pi} \right) \sqrt{\frac{f_{ay}}{E}} \quad (1-22)$$

式中 N ——杆的轴向力设计值;
 A_{br} ——支撑斜杆的截面面积;
 φ ——受压构件的稳定系数;

ψ ——环荷载时的强度降低系数；

λ_n ——支撑斜杆的正则化（归一化）长细比；

E ——斜杆材料的弹性模量；

γ_{RE} ——支撑承载力抗震调整系数，取 0.85。

偏心支撑框架的每根支撑至少有一端与梁连接，这样任意一框架的横梁上既有柱与梁的节点，又有支撑与梁的节点。这些节点，将该横梁划分为许多所谓的消能梁段，如图 1-3 所示。其受剪承载力应按以下规定进行验算。

当 $N \leq 0.5Af$ 时

$$V \leq \frac{\varphi V_1}{\gamma_{RE}} \quad (1-23)$$

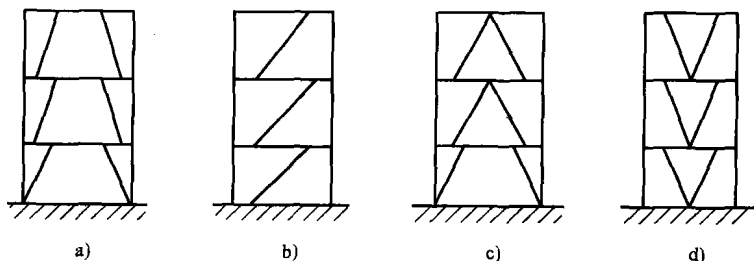


图 1-3 偏心支撑类型

a) 柱 b) 支撑 c) 消能梁段 d) 其他梁段

$V_1 = 0.58A_w f_{ay}$ 或 $V_1 = \frac{2M_{1p}}{a}$ ，取较小值。

$$A_w = (h - 2t_f)t_w \quad (1-24)$$

$$M_{1p} = W_p f \quad (1-25)$$

当 $N > 0.15Af$ 时

$$V \leq \frac{\varphi V_{1c}}{\gamma_{RE}} \quad (1-26)$$

$$V_{1c} = 0.58A_w f_{ay} \sqrt{1 - \left[\frac{N}{(Af)} \right]^2} \text{ 或 } V_{1c} = \frac{2.36M_{1p} \left[1 - \frac{N}{(Af)} \right]}{a}, \text{ 取较小值。}$$

式中 φ ——系数，取 0.9；

V, N ——消能梁段的剪力设计值和轴力设计值；

V_1, V_{1c} ——消能梁段的受剪承载力和考虑轴力影响的受剪承载力；

M_{1p} ——消能梁段的全塑性受弯承载力；

a, h, t_w, t_f ——消能梁段的长度、截面高度、腹板厚度和翼缘厚度；

A, A_w ——消能梁段的截面面积和腹板截面面积；

W_p ——消能梁段的塑性截面模量；

f, f_{ay} ——消能梁段钢材的抗拉强度设计值和屈服强度；

γ_{RE} ——消能梁段承载力抗震调整系数，取 1.0。

偏心支撑框架构件的内力设计值，应按以下要求进行调整。

(1) 偏心支撑斜杆的内力设计值，应取与支撑斜杆相连接的消能梁段达到受剪承载力

时其支撑斜杆内力乘以增大系数, 其值在 8 度时应大于 1.8, 在 9 度时应大于 1.9。

(2) 位于消能梁段同一跨的框架内力设计值, 应取当消能梁段达到受剪承载力时其框架梁内力乘以增大系数, 其值在 8 度时应大于 1.6, 在 9 度时应大于 1.7。

(3) 偏心支撑框架柱的内力设计值, 应取当消能梁段达到受剪承载力时其柱内力乘以增大系数, 其值在 8 度时应大于 1.6, 在 9 度时应大于 1.7。

◆节点的抗震承载力验算

不同设计形式的梁柱节点在循环荷载作用下的滞回性能与以下因素有关: 节点域钢板厚度, 节点域周围梁柱构件翼缘、腹板与加劲肋的约束, 节点域的连接形式。节点连接的滞回曲线如图 1-4 所示。

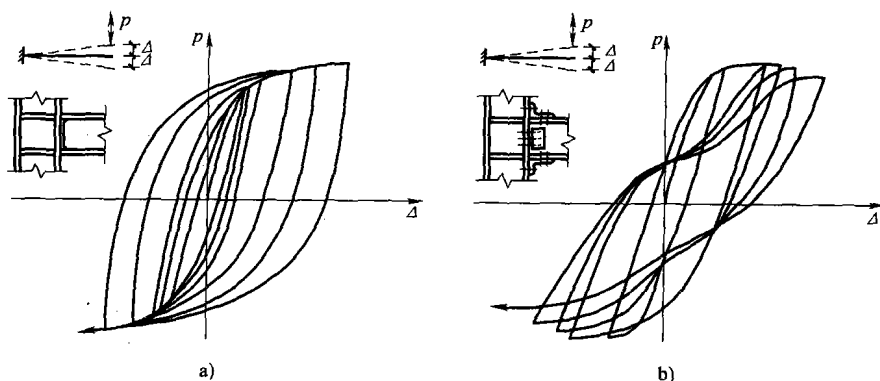


图 1-4 节点连接的滞回曲线

a) 高强度螺栓刚性连接的滞回曲线 b) 角钢螺栓柔性连接的滞回曲线

对于高层钢结构框架节点左右两侧梁与上下柱的全塑性承载力应按式 (1-27) 及式 (1-28) 验算; 当柱所在楼层的受剪承载力比上一层的受剪承载力高出 25% 时, 或 $N \leq 0.4fA_c$ 、 $N_1 \leq \varphi fA_c$ (其中 f 为钢材抗拉强度设计值; N_1 为地震作用加大一倍时的柱地震组合轴向力) 时, 可不验算。

$$\sum W_{pc} \left(f_{yc} - \frac{N}{A_c} \right) \geq \eta W_{pb} f_{yb} \quad (1-27)$$

$$\frac{\psi (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} \leq \left(\frac{4}{3} \right) \frac{f_v}{\gamma_{RE}} \quad \frac{\psi (M_{pb1})}{V_p} \leq \left(\frac{4}{3} \right) \frac{f_v}{\gamma_{RE}} \quad (1-28)$$

式中 W_{pc} , W_{pb} ——柱和梁的塑性截面模量;

M_{pb1} , M_{pb2} ——节点域两侧梁的全塑性受弯承载力。

N ——柱轴向压力设计值;

A_c ——柱截面面积;

V_p ——节点域的体积, 按式 (1-31)、式 (1-32) 计算;

f_{yc} , f_{yb} ——分别为柱和梁的钢材屈服强度;

η ——强柱系数, 6 度 IV 类场地和 6 度时可取 1.0, 8 度时可取 1.05, 9 度时可取 1.15;

ψ ——折减系数, 6 度 IV 类场地和 6 度时可取 0.6, 8、9 度时可取 0.7;

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

γ_{RE} ——节点域承载力抗震调整系数，可取 1.0。

工字形截面柱和箱形截面柱的节点域应按式 (1-29) 及式 (1-30) 验算：

$$t_w \geq \frac{(h_b + h_c)}{90} \quad (1-29)$$

$$\frac{(M_{b1} + M_{b2})}{V_p} \leq \left(\frac{4}{3}\right) \frac{f_v}{\gamma_{RE}} \quad (1-30)$$

式中 h_b , h_c ——分别为梁腹板高度和柱腹板高度；

t_w ——柱在节点域的腹板厚度；

M_{b1} , M_{b2} ——分别为节点域两侧梁的弯矩设计值。

节点域的体积，应按式 (1-31)、式 (1-32) 计算。

对工字形截面柱

$$V_p = h_b h_c t_w \quad (1-31)$$

对箱形截面柱

$$V_p = 1.8 h_b h_c t_w \quad (1-32)$$

【相关知识】

◆ 钢结构抗震构造基本规定

高层、多层及单层钢结构的框架柱、框架梁、中心支撑和偏心支撑的长细比和板件宽厚比，都有相应规定，见表 1-3。

表 1-3 钢结构抗震构造一览表

项 目			类别	6 度	7 度	8 度	9 度
框架柱	长细比		高层	120	80	60	60
			多层	120	120	120	120
			单层	120	120	120	120
	板件 宽厚比	外伸翼缘	高层	13	11	10	9
			多层	同非抗震	13	12	11
			单层	同非抗震	13	11	10
		工形腹板	高层	39	37	35	33
			多层	同非抗震	40	36	36
			单层	同非抗震	38	36	36
		箱形腹板	高层	43	43	43	43
			多层	同非抗震	58	52	48
			单层	同非抗震	70(58 ^①)	62(52 ^①)	60(48 ^①)
框架梁	板件 宽厚比	外伸翼缘	高层	11	10	9	9
			多层	同非抗震	11	10	10
			单层	同非抗震	11	11	10
		腹板间翼缘	高层	36	32	30	30
			多层	同非抗震	36	32	30
			单层	同非抗震	36	32	30
		各类腹板	高层	85ρ ~ 120ρ	80ρ ~ 100ρ	72ρ ~ 100ρ	72ρ ~ 100ρ
			多层	同非抗震	85ρ ~ 120ρ	80ρ ~ 110ρ	72ρ ~ 100ρ
			单层	同非抗震	85ρ ~ 120ρ	80ρ ~ 110ρ	72ρ ~ 100ρ
中心 支撑	长细比		高层	120	120	80	40
			多层	150	150	120	120
			单层	250(200)	250(200)	200(150)	150(150)